

文章编号: 1008—2786(2000)增—0102—06

卸荷状态下岩爆岩石变形破裂机制的 实验岩石力学研究

徐林生， 王兰生， 李天斌
(地质灾害防治与地质环境保护国家专业试验室， 四川 成都 610059)

摘 要: 岩爆是高地应力区地下工程中常见的一种卸荷破坏地质灾害现象。本文按照地下洞室开挖过程中围岩的实际受力状态, 采用卸荷三轴试验方法, 探讨了岩爆岩石的变形破坏特征和岩爆形成力学机制问题。
关键词: 三轴卸荷试验; 变形破坏特征; 岩爆形成力学机制
中图分类号: P642. 3 文献标识码: A

高地应力区隧道等地下工程洞室开挖过程中发生的岩爆是一种较为典型的卸荷破坏现象, 王兰生教授等将岩爆烈度划分为轻微、中等、强烈、剧烈四级^[1](表 1)。过去人们对岩爆岩石力学的试验研究大多采用单轴或常规三轴加荷试验的方法, 这与岩爆发生时的应力途径并不相符。本文则按照岩爆岩石(体)的实际受力状态, 采用卸荷三轴试验方法来探讨其岩石力学问题。

表 1 岩爆烈度分级简表
Table 1 The table of classification for rockburst intensity

| 岩爆烈度级别 | 轻微岩爆(I 级) | 中等岩爆(II 级) | 强烈岩爆(III 级) | 剧烈岩爆(IV 级) |
|------------|---|---|---|---|
| 主要分 级依据 | 围岩表层有爆裂松脱、剥离现象, 内部有噼啪、撕裂声响; $\sigma_{\theta}/R_b \approx 0.3\sim 0.5$; 对施工影响较小 | 爆裂松脱、剥离现象较严重, 有弹射, 可听见清脆的爆裂声, 有一定持续时间, 影响深度可达 $1m \pm$; $\sigma_{\theta}/R_b \approx 0.5\sim 0.7$; 对施工有一定影响 | 强烈的爆裂弹射, 有似机枪子弹射击声, 岩爆具延续性, 并向围岩深部发展, 影响深度可达 $2m \pm$; $\sigma_{\theta}/R_b \approx 0.7\sim 0.9$; 对施工影响较大 | 剧烈的爆裂弹射甚至抛掷, 有似炮弹巨响, 岩爆具突发性, 并迅速向围岩深部发展, 影响深度可达 $3m \pm$; $\sigma_{\theta}/R_b \approx 0.9$ 以上; 严重影响甚至摧毁工程 |

注: R_b 为洞壁岩石单轴抗压强度, σ_{θ} 为洞壁围岩切向应力。

1 试验设计与方法

为简单计, 设初始应力状态以 λ 表示, 即 $\lambda = \sigma_H / \sigma_V$ (σ_H 为水平应力, σ_V 为垂直应力); 在围岩中开挖半径为 a 的圆形洞室后, 其二次应力状态可以近似地用下列公式来加以表达

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{\sigma_V}{2} [(1 - \alpha^2)(1 + \lambda) + (1 - 4\alpha^2 + 3\alpha^4) \times (1 - \lambda) \cos 2\varphi] \\ \sigma_{\theta} = \frac{\sigma_V}{2} [(1 + \alpha^2)(1 + \lambda) - (1 + 3\alpha^4)(1 - \lambda) \cos 2\varphi] \\ \tau_{r\theta} = \frac{\sigma_V}{2} (1 - \lambda)(1 + 2\alpha^2 - 3\alpha^4) \sin 2\varphi \end{cases}$$

式中 σ_r 、 σ_{θ} 、 $\tau_{r\theta}$ 分别为径向应力、切向应力和剪应力, φ 为极角, $\alpha = a/r$ 。当 $r = a$ 时, $\alpha = 1$, 圆形洞室周边的二次应力状态则变为:

收稿日期: 1999—12—01
基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(编号 49602040)资助研究
作者简介: 徐林生(1964—), 男(汉族), 副教授, 现为同济大学岩土工程研究所所在站定向培养博士后, 主要从事岩土力学与岩体稳定研究工作, 已发表论文 20 余篇。

$$\begin{cases} \sigma_r = 0 \\ \sigma_\theta + \sigma_\nu [(1 - 2\cos 2\varphi) + \lambda(1 + 2\cos 2\varphi)] \\ \tau_{r\theta} = 0 \end{cases}$$

从上式公式中可以看出,隧道的开挖使其周边的围岩应力发生了重新调整分布:径向应力 σ_r 随着向开挖自由表面接近而逐渐减小,至洞壁处降为零;切向应力 σ_θ 沿洞壁周边的应力值及其分布主要决定于 λ 值。但总的来说,隧道的开挖卸荷作用在围岩中引起强烈的应力分异现象,使围岩应力差越接近开挖临空面越大,至洞壁处达到最大值。因而这一部分岩体的应力状态与低围压(或无围压)条件下轴向应力增高这一应力状态大体相当。这种应力途径总体上可以通过卸围压 σ_3 、增加轴压 σ_1 的室内实验方式来加以模拟。因此,本人主要在王兰生、李天斌^[2]和王贤能^[3]等人的研究基础上,也将重点研究隧道岩体在这种应力路径下的卸荷变形破坏特征。

本次试验是在美国产 MTS815 Teststar 程控伺服岩石力学试验系统上进行的,采用位移控制(LVDT 控制)方式,试验过程为:

- (1)对每个试样加载,首先施加至静水压力状态(即 $\sigma_1=\sigma_3$),然后再增加轴压 σ_1 至岩样破坏前的某一应力状态;
- (2)缓慢地降低围压 σ_3 ,同时以 $10^{-5}S^{-1}$ 的应变速率再施加轴压 σ_1 ,在获得峰值强度后继续试验,并获得峰值后各级围岩下的强度;
- (3)当轴压 σ_1 达到峰值、试样破坏时,立即停止降低围压 σ_3 ,轴压 σ_1 仍保持 $10^{-5}S^{-1}$ 应变速率加载,当测得的 σ_1 不再随轴向应变的增大而继续降低时,再缓慢降低一级围压,共降 34 级后即可结束试验。

此外,为便于对比分析研究,各大类岩石均分别作了常规三轴和单轴加载试验。

3 试验结果分析

本次试验所用的二类岩石全部取自二郎山公路隧道岩爆区的新鲜、完整岩层中,岩性分别为粉砂岩(ZE2 组)和灰岩(WP₁ 组)。各试验主要成果如图 1—4 和表 2 所示。

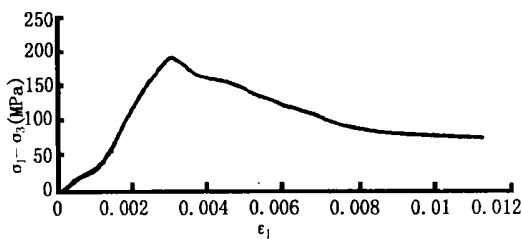


图 1 灰岩 WP₁₋₂₅ 试样常规三轴应力—应变曲线
Fig. 1 The general triaxial test stress—strain curve of WP₁₋₂₅ samaple

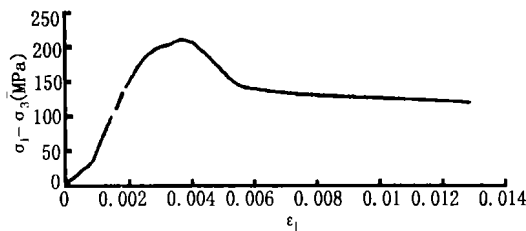


图 2 粉砂岩 ZE₂₋₂₅ 试样常规三轴应力—应变曲线
Fig. 2 The general triaxial test stress—strain curve of ZE₂₋₂₅ samaple

3.1 变形与强度特征

从表 2 中可知,与常规三轴加载试验相比,岩石在位移控制方式下卸荷三轴试验中破坏时的应力差($\sigma_1-\sigma_3$)和弹模值多明显减小。例如,灰岩 WP₁₋₂₃ 试样 LVDT 控制方式下卸荷破坏时的应力差仅为 74.4MPa、弹模值为 41.38GPa,而常规三轴 LVDT 控制方式下基本相同围压时加载破坏的 WP₁₋₂₅ 试样之应力差则为 181.82MPa、弹模值达 52.22GPa;粉砂岩 ZE₂₋₂₄ 试样 LVDT 控制方式下卸荷破坏时的应力差 123.07MPa、弹模值为 31.79GPa,而常规三轴 LVDT 控制方式下基本相同围压时加载破坏的 ZE₂₋₂₅ 试样之应力差则为 169.5MPa、弹模值达 54.68GPa。此外,卸荷试验中,岩石破坏时随着围压 σ_3

的增大, 其应力差 $\sigma_1-\sigma_3$ 也逐渐增大。

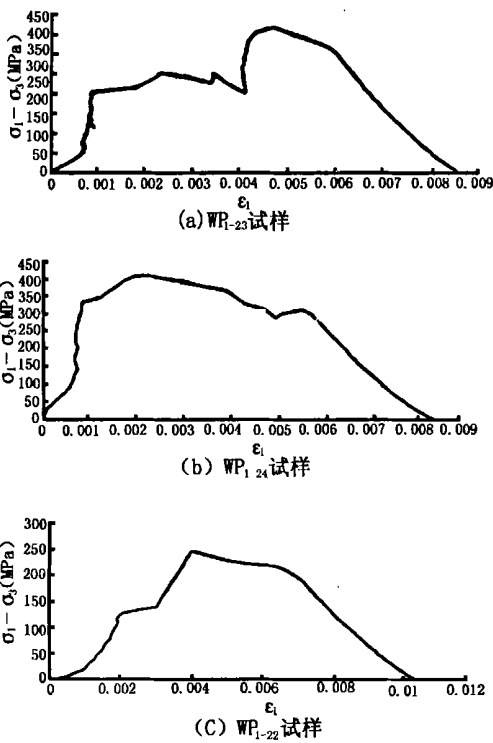


图 3 灰岩卸荷试验应力—应变曲线
Fig. 3 The stress-strain curves of limestone samples under unloading condition

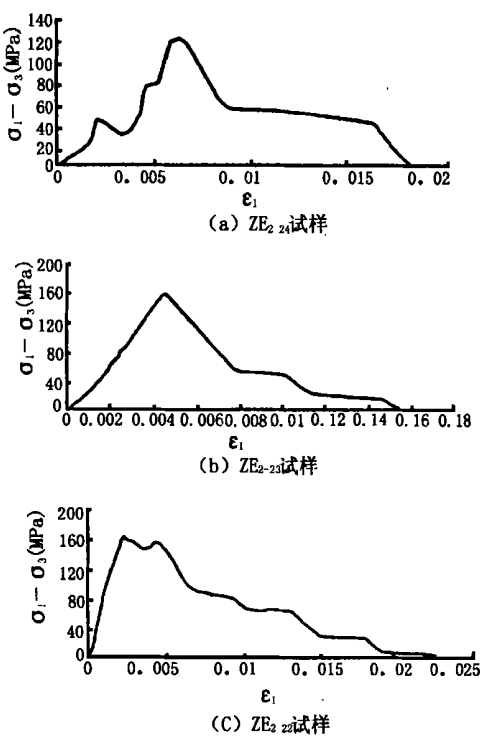


图 4 粉砂岩卸荷试验应力—应变曲线
Fig. 4 The stress-strain curves of sandstone samples under unloading condition

表 2 MTS 试验成果综合表
Table2 The MTS test results

| 试样 编号 | 岩 体 | 应力控制 方式 | 卸荷前应力状态 | | 破坏时的应力状态及破裂特征 | | | | 抗剪断强度(MPa) | | 抗剪强度(MPa) | | 弹性模量(MPa) | | |
|---------------------|-------------|------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------|---------|---------------------------|---------|---------------------------|-------|-------|
| | | | 轴压 σ_1 (MPa) | 围压 σ_3 (MPa) | 轴压 σ_1 (MPa) | 围压 σ_3 (MPa) | 应力差 $\sigma_1-\sigma_3$ (MPa) | 破裂角 $\beta(^{\circ})$ | 破坏 性质 | 加载 C | 卸载 $\varphi(^{\circ})$ | 卸载 C | 卸载 $\varphi(^{\circ})$ | 加载 | 卸载 |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| WP ₁ -26 | 灰 岩 | 加载 LVDT | / | / | 89.39 | 0 | 89.39 | 0~5 | 张性 | 5.15 | 52.16 | / | / | 48.52 | / |
| WP ₁ -25 | | 控制 | / | / | 195.6 | 13.78 | 181.82 | 21 | 剪切 | | | | | 52.22 | / |
| WP ₁ -23 | | 卸荷 LVDT | 70.94 | 30 | 87.6 | 13.20 | 74.4 | 15 | 张剪性 | | | | | / | 41.38 |
| WP ₁ -24 | | | 97.03 | 30 | 105.55 | 22.50 | 83.05 | 17 | 张剪性 | | | | | / | 52.36 |
| WP ₁ -22 | | | 76.4 | 30 | 121.66 | 24.30 | 99.16 | 19 | 张剪性 | | | | | 44.40 | / |
| ZE ₂ -26 | 粉 砂 岩 | 加载 LVDT | / | / | 48.99 | 0 | 48.99 | 05 | 张性 | 8.3 | 55.39 | / | / | 44.40 | / |
| ZE ₂ -21 | | | / | / | 171.96 | 10 | 161.96 | 18 | 张剪性 | | | | | 47.69 | / |
| ZE ₂ -25 | | | / | / | 183.62 | 13.76 | 169.50 | 21 | 剪切 | | | | | 54.68 | / |
| ZE ₂ -24 | | 卸荷 LVDT | 38.63 | 31 | 136.58 | 13.51 | 123.07 | 15 | 张剪性 | | | | | / | 31.79 |
| ZE ₂ -23 | | | 84.45 | 21 | 177.44 | 17.00 | 160.44 | 19 | 张剪性 | | | | | / | 32.63 |
| ZE ₂ -23 | | | 179.16 | 20 | 183.97 | 19.50 | 164.47 | 21 | 剪切 | | | | | / | 40.81 |
| | | | | | | | | | | | | | | | |

以轴向应力 σ_1 和围压 σ_3 为坐标轴, 绘出试样卸荷破坏时的 $\sigma_1-\sigma_3$ 关系曲线如图 5 所示。回归分析得出以下的线性关系式:

粉砂岩卸荷破坏时:

$$\sigma_1 = 30.0857 + 8.153\sigma_3, \quad r = 0.9550$$

灰岩卸荷破坏时:

$\sigma_1=51.0249+2.6956\sigma_3$ $r=0.9425$

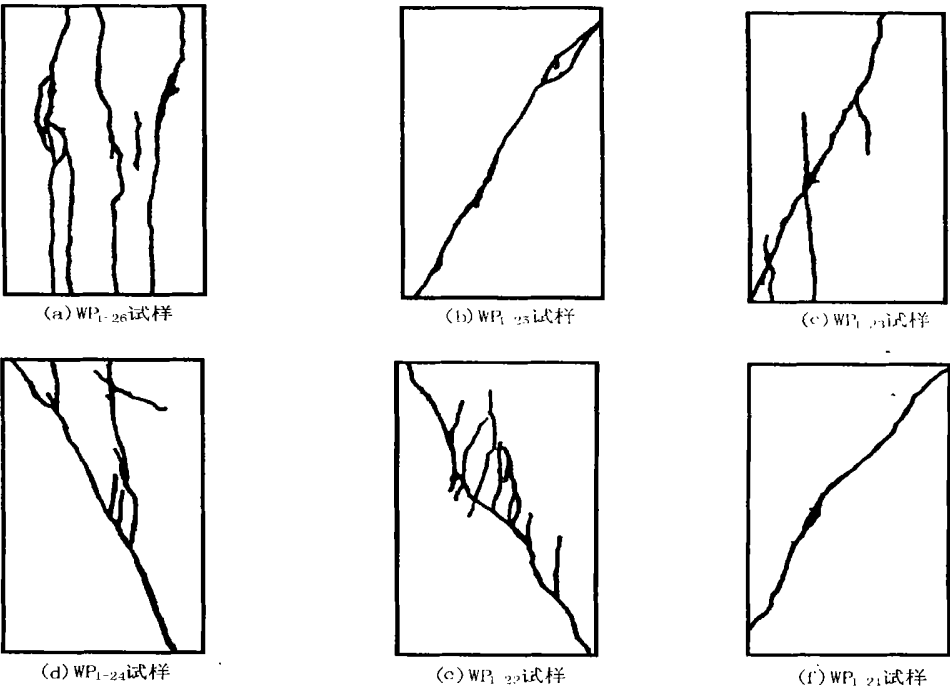
上述关系式由于试样较少, 加上试样本身结构性能等的影响, 其规律性还有待于进一步探索。

此外, 岩石试验抗剪断强度参数也有类似上述的变化规律: 例如 WP₁ 灰岩组试样 LVDT 控制方式下卸荷破坏时抗剪断强度参数 C 值为 9.83MPa、φ 为 34.02°, 而常规三轴 LVDT 控制方式下加载破坏时抗剪断强度参数 C 值高达 15.15MPa、φ 高达 52.56°; ZE2 粉砂岩组 LVDT 控制方式下卸荷破坏时抗剪断强度参数 C 值为 5.27MPa、φ 为 51.39°, 而常规三轴 LVDT 控制方式下加载破坏时抗剪断强度参数 C 值则达 8.3MPa、φ 也达 55.39°。

综上所述, 与常规三轴加载试验相比, 卸荷状态下的岩石更容易发生变形破裂现象。

3.2 破坏特征

本次试验从二郎山公路隧道岩爆区所取的二类岩石试样均表现为脆性破坏, 它们的典型破坏痕迹如图 6 所示。综合对比分析可知:



(注: WP₁₋₂₁ 试样卸荷破坏时 $\sigma_1=141.21\text{MPa}$ $\sigma_3=27.57\text{MPa}$ $\beta=22^\circ$, 剪切破坏)

图 6 WP₁ 灰岩组试样破坏痕迹素描图

Fig. 6 Failure characters of WP₁ limestone samples

- ① 岩石在围压 $\sigma_3 \approx 0$ 时的加载压缩状态下, 均发生与轴向基本平行的张性破裂、剥离现象, 破坏时可听到岩石内部发出的破裂声, 其结果与现场看到的轻微岩爆现象较为相似;
- ② 岩石在一定围岩下的常规三轴试验很容易发生剪切破坏, 其破裂角 β 较大; 一般要比相同围压时卸荷破坏的破裂角大 $6^\circ \pm$;

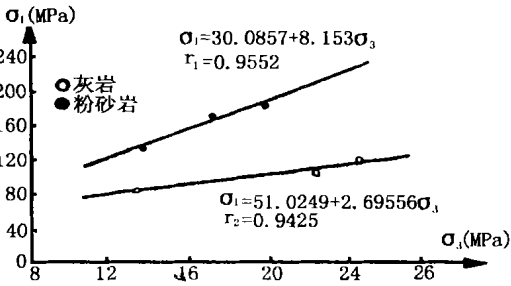


图 5 岩石卸荷破坏时 $\sigma_1-\sigma_3$ 关系曲线
Fig. 5 The $\sigma_1-\sigma_3$ curves of rock failure under unloading conditions

③ 一定围压下的卸荷破坏多显示出张剪性破裂的特征, 其剪切破裂往往追踪部分张性破裂面发展; 这与现场中等岩爆现象较为相似;

④ 随着围压的增高, 卸荷破坏的张剪性破裂角逐步增大, 破裂性质也逐渐向剪切破裂过渡, 破裂面上擦痕、阶步较为明显, 类似现场强烈岩爆现象;

⑤ 总体上看, 卸荷状态下岩石变形破裂体系较常规三轴加载试验更为发育, 其破坏程度也更为严重一些。

上述结论为正确分析岩爆形成的力学机制提供了重要的试验依据。

4 岩爆形成力学机制分析

根据上述试验成果, 结合二郎山公路隧道洞壁围岩二次应力场测试与围岩实际变形破裂状况的对比分析^[4], 不同烈度级别的岩爆与三向应力条件下变形破坏全过程(图 7)有如下对照关系:

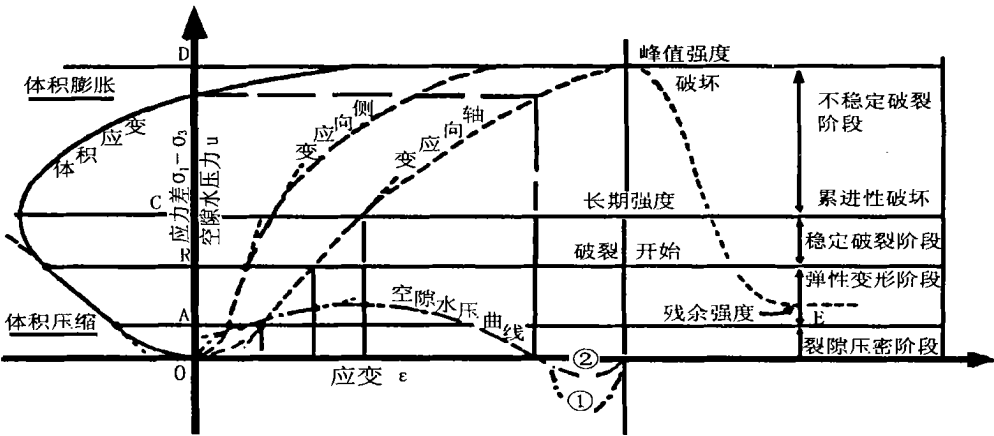


图 7 三轴压应力作用下岩石的变形破坏过程(Lane, Bieniawski 等, 1970)
Fig. 7 The all process curves of rock triaxial tests

(1) 轻微岩爆(I 级): $\sigma_0/R_b \approx 0.3 \sim 0.5$ 洞壁应力基本上达到或超过岩石的屈服强度, 岩体中即开始出现局部破裂, 主要表现为洞壁围岩表面的压致拉裂型张脆性破坏, 前述实验岩石力学的加载试验(围压 $\sigma_3 \approx 0$)已基本再现了这类岩爆破坏现象;

(2) 中等岩爆(II 级): $\sigma_0/R_b \approx 0.5 \sim 0.7$ 表明岩石已明显进入稳定破裂阶段, 表现为浅表部楔形的压致剪切拉裂型张、剪脆性破坏, 一般情况下随发展破裂渐趋稳定。前述低围压状态下的卸荷 LVDT 控制试验也再现了这类岩爆破坏现象;

(3) 强烈岩爆(III级): $\sigma_0/R_b \approx 0.7 \sim 0.9$ 岩石进入不稳定破裂阶段, 表现为一定深度的楔形、弧形压致剪切破裂或弯曲鼓折(溃屈)破坏。承受的压应力已超过岩石(体)的长期强度, 岩爆有向深部累进性发展的趋势, 这为研究区强烈岩爆段的地质原型调研和卸荷状态下的实验岩石力学试验所证实。值得指出的是, 有关弯曲鼓折(溃屈)的岩爆破坏现象, 雅砻江锦屏二级水电站深埋勘探平硐中就曾发生过: 0 + 559575m 段陡立完整性较好的大理岩层中, 其上游壁的洞肩、洞脚处在沉闷而声同破竹般的巨响之后, 大块岩石突然呈板状向外爆裂突出, 发生弯曲鼓折现象, 岩片上可见擦痕;

(4) 剧烈岩爆(IV级): $\sigma_0/R_b \approx 0.9 \sim 1$ 已接近或进入完全破坏阶段, 表现为压致剪切或弯曲鼓折(溃屈)抛掷性强烈破坏, 并迅速向深处发展。由此可见, 岩爆形成力学机制大体上可以归纳为压致拉裂、压致剪切拉裂、弯曲鼓折(溃屈)等三种基本类型, 也可以多种组合方式出现。详细研究成果表明^[5], 不同的力学机制不仅与围岩应力状态有关, 而且也与岩体的性能和结构构造、开挖方法等诸多因素有关。

本文室内试验中得到了傅小敏、徐进、谭金花等人的帮助, 在此致谢!

参考文献:

[1] 王兰生等. 二郎山公路隧道岩爆及岩爆烈度分级[J]. 公路, 1999, NO. 2
[2] 王兰生, 李天斌, 赵其华. 浅生时效构造与人类工程[M]. 北京: 地质出版社, 1994, 51~56
[3] 黄贤能. 深埋隧道工程水—岩—热—力作用的基本原理及其灾害地质效应(成都理工学院博士学位论文)[D], 1998
[4] 徐林生等. 二郎山公路隧道岩爆发生规律与岩爆预测研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5)
[5] 徐林生. 川藏公路二郎山隧道高地应力与岩爆问题研究(成都理工学院博士学位论文)[D], 1999
[6] 关宝树. 隧道力学概论[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1991

EXPERIMENTAL ROCK MECHANICS STUDY ON
THE ROCKBURST ROCK DEFORMATION—FAILURE
MECHANISM UNDER UNLOADING CONDITION

XU Lin-sheng, WANG Lan-sheng, LI Tian-bin

(National Laboratory of Geological Hazard Prevention, Chengdu 610059)

Abstract: As one of the geological hazards, rockburst is often met in underground engineering under excavation unloading conditions in high geostress areas. According to the actual mechanics conditions, the triaxial test is designed to simulate the excavation of tunnel in this paper. The rock deformation—failure characters and mechanics mechanism of rockburst are also discussed.

Key Words: Triaxial test under unloading conditions; deformation—failure characters; mechanics mechanism of rockburst